


Als die Feuerwehr auf dem Gelände eintrug, waren die Hallen 1 und 3 sowie auch das südlich anschließende Bauwerk so stark verqualmt, daß es äußerst schwierig war, den Brandherd überhaupt erst einmal zu orten. Nur mit schwerem Atemschutzgerät konnten die Trupps vordringen. Als das offene Feuer nach etwa einstündigen Bemühungen endlich ausgemacht war und gezielte Löschmaßnahmen eingeleitet wurden, konnte der Feuerübersprung, der durch das Zusammenstürzen der anfangs erwähnten Holzbühne hervorgerufen wurde, nicht mehr verhindert werden. Die Löschrupps mußten aus dem Gebäudeinneren zurückgezogen werden, zumal Gasflaschen, die verteilt in den Räumen lagen und von denen die ersten bereits zerknallten, eine nicht abzuschätzende Gefahr darstellten.

Das Feuer breitete sich in zwei Richtungen aus:

einmal nach Nordosten über den einstöckigen Teil der Fertigungshalle in den Erweiterungsbau (Bauwerk 3) und von da gegen 24 Uhr in das Erdgeschoß des Lagerhauses (Bauwerk 2); zum anderen in südlicher Richtung in die ehemalige Gleisdurchfahrt und in das sog. Zollager. Hier entstand ab ca. 1.30 Uhr des 24. 1. das eigentliche Zentrum des ersten Brandes.



Am Sonntagmorgen gegen 6 Uhr kam es zum Einsturz eines großen Teils der Halle 1, von dem ein etwa 3.000 m² großer Bereich betroffen wurde. Mehrere Feuerwehrleute wurden dabei verschüttet. Drei von ihnen konnten nur noch tot geborgen werden.

Gegen 12 Uhr war der Brand in allen Gebäuden unter Kontrolle gebracht. Das in Bauwerk 2 eingedrungene Feuer hatte nur Schäden im Erdgeschoß angerichtet. Sanierungsmaßnahmen für dieses Gebäude wurden bereits am Montag, dem 25. 1., eingeleitet.

Im Erdgeschoß des Lagerhauses 2 verbliebene Restbrände wurden nicht völlig abgelöscht, da die Feuerwehr wiederaufflammende Brandnester wegen vermuteter Einsturzgefahr nur von außen bekämpfen konnte.

Bis hierher waren zur Brandbekämpfung 285 Mann eingesetzt. Dazu kamen noch Rettungstrupps zur Bergung der Verschütteten.

Jedoch wurde - Durch aufkommenden starken Wind begünstigt ^{wurde} am Dienstag, dem 26. 1., der verbliebene Schwelbrand zu neuem offenen Feuer entfacht. Bemerkt wurde dieser neue Brand etwa um 1.30 Uhr durch Rauchentwicklung aus den Lüftungsöffnungen in den Außenwänden des ersten Obergeschosses. Es muß angenommen werden, daß der Schwelbrand über eine 2 cm breite, wiederum mit bituminierte Weichfaserplatte ausgefüllte Dehnungsfuge vom Erdgeschoß in das erste Obergeschoß übertragen wurde. Dort entwickelte sich der Brand so stark, daß die Lichtbänder an der Nordfront zerstört wurden und von dort aus Feuerüberschlag geschoßweise einsetzte, so daß das gesamte Bauwerk (außer dem Kellergeschoß) in kurzer Zeit in Brand geriet. Gegen 5.15 Uhr versagten tragende Teile des Dachgeschosses und lösten einen fortschreitenden Kollaps aus, durch den das Gebäude fast vollständig zerstört wurde.

Das Feuer im Lagerhaus 2 war bis 17 Uhr des gleichen Tages (26. 1.) weitgehend eingedämmt.

Die Luftaufnahmen geben einen Überblick über die angerichteten Zerstörungen.

Zur Bekämpfung des zweiten Brandes wurden 230 Mann eingesetzt.

Soweit in gedrängter Form ein Überblick über die Geschehnisse. Anschließend eine Beschreibung der Konstruktion und der Versuch, die Einsturzursachen zu erklären.

Die Fertigungshalle, Bauwerk 1, die während des ersten Brandes teilweise einstürzte, war als Ortbetonkonstruktion erstellt.

Das im Jahre 1955/56 errichtete Gebäude bestand aus 4 nebeneinander liegenden Hallenteilen: einer einstöckigen, 7 m hohen Montagehalle zwischen zwei Längsfugen sowie aus einem sich in zwei Seitenschiffe und ein schmales Mittelschiff gliedernden zweistöckigen Gebäudeteil von 6,25 m Geschöshöhe. Die Konstruktion setzte sich aus folgenden Teilen zusammen: Dachplatten aus Bimsstegdielen wurden von Pfetten getragen. Diese gaben ihre Last an Spannbetonbinder ab, die mit einem gegenseitigen Abstand von 7,50 m in Gebäude-Querrichtung (Nord-Süd-Richtung) verliefen.

Die Spannbetonbinder überdeckten die Seitenschiffe ($l = 22,50$ m) und kragten von beiden Seiten in das 8,75 m breite Mittelschiff über, dessen leichteren Dachaufbau sie mittrugen. Die Binder waren mit 5 parabelförmig geführten Spanngliedern St 80/105 \varnothing 26 vorgespannt, zusätzlich schlaff bewehrt und in B 450 ausgeführt. Der Mindestabstand einer Spanngliedachse von der Betonoberfläche betrug nach unten gemessen 55 mm, nach den Seiten 40 mm. Die Höhe des T-förmigen Querschnittes betrug in Feldmitte 1,65 m, an den Auflagern 1,06 m. Mittels 8 BST III \varnothing 24 waren die Binder mit den sie tragenden Stahlbetonstützen (ebenfalls B 450) monolithisch zu Rahmen verbunden.

Die 22 cm dicke Decke über dem Erdgeschoß in Höhe von 6,25 m über der Bodenplatte lief in Querrichtung über 7 Felder bei Spannweiten von 7,50 m bzw. 8,75 m mit einer Gesamtlänge von 54 m fugenlos durch. Sie war in B 300 ausgeführt, bereichsweise mit Spanngliedern St 80/105 \varnothing 26 in Abständen von 50 cm vorgespannt und zusätzlich mit Betonstahlmatten schlaff bewehrt.

Über den 6 Längsunterzügen war die Decke durch Vouten bis auf 40 cm Dicke verstärkt. Der Mindestabstand der Spanngliedachsen von der Deckenunterseite betrug in der Mitte der Mittelfelder 60 mm, in der Mitte der Endfelder 30 mm. Die Stahlbetonstützen im Erdgeschoß (Querschnitt $b/d = 40/50 \dots 80$) unter den Unterzügen bildeten im gesamten Bereich des zweistöckigen Teils der Halle einen Raster aus quadratischen bzw. rechteckigen Feldern mit 7,50/7,50 bzw. 7,50/8,75 m.

Das Bauwerk war der Länge nach durch zwei Dehnungsfugen in etwa gleiche Abschnitte mit den Längen 45,0, 37,5 und 45,0 m unterteilt. Die Dehnungsfugen verliefen in Querrichtung unmittelbar neben den Stützen (die Unterzüge waren dort verschieblich auf Konsolen gelagert), waren 2 cm breit und mit bituminierten Weichfaserplatten ausgefüllt.

Eine Dehnungsfuge für Bewegungen in Gebäudequerrichtung war für den zweigeschossigen Teil, in dem die Decke über EG fugenlos durchlief, nur im Obergeschoß gegeben, und zwar im Mittelschiff über der Gleisdurchfahrt. Außerdem war der eingeschossige Hallenteil von dem zweigeschossigen durch eine Dehnungsfuge getrennt.

An beiden Gebäude-Stirnseiten war auf eine Tiefe von 7,50 m die Bauwerkssteifigkeit durch eingebaute Zwischendecken und -wände (für Büroräume u. a.) vergrößert. In allen 4 Gebäudeecken befand sich ein Stahlbeton-Treppenhaus

Der Einsturz der Hallenteile wird auf folgende Zusammenhänge zurückgeführt:

• Im Laufe der langen Branddauer von über 4 Stunden (1.30 bis 6.00 Uhr) ist die Betonkonstruktion erheblich aufgeheizt worden und hat Längendehnungen erfahren. Nimmt man die mittlere Temperaturerhöhung der Erdgeschoßdecke zu $\Delta T \sim 200$ grd an (bereichsweise wird eine größere Aufheizung, bereichsweise aber auch eine geringere vorhanden gewesen sein), so ergibt sich in Gebäude-Querrichtung

(Nord-Süd-Richtung) bei $l = 54$ m Deckenbreite an den Gebäudeseiten eine Verschiebung von je $\Delta l_T = 5,4$ cm bei freier Dehnungsmöglichkeit der Deckenscheibe. Die monolithisch mit der Decke verbundenen Stützen haben dieser Ausdehnung entgegengewirkt und dadurch erhebliche Horizontalkräfte aufnehmen müssen. Selbst in ihrer Tragfähigkeit durch Erwärmung geschwächt, waren sie im Endzustand dazu nicht mehr in der Lage und versagten.

Mit dem Dia soll deutlich gemacht werden, wie die schiebende Erdgeschoßdecke die Fassade durchbrochen hat.

Die Feuerwiderstandsfähigkeit der vorgespannten Decke selbst und ihrer Unterzüge war hoch. Bei den gegebenen Baustoffen und Bauteilabmessungen (vgl. 2.1) ist in den Spanngliedern der Deckenendfelder bei etwa 80- bis 90-minütiger Beanspruchung durch die Normbrandkurve gemäß DIN 4102 ein Abfall der Stahlfließgrenze auf die zulässige Stahlspannung zu erwarten. Bei einachsiger gespannten, statisch bestimmt gelagerten Biegegliedern ohne Dehnungsbehinderung, die unter zulässiger Gebrauchsbeanspruchung stehen, ist damit der Zeitpunkt des Versagens erreicht. Bei Durchlaufsystemen, wie sie hier vorlagen, werden dagegen im Brandfall Zwangsmomente aufgebaut, die die Beanspruchung im Feldbereich, dessen unterliegende Bewehrung im Feuer besonders gefährdet ist, herabsetzen. Dadurch wird die Feuerwiderstandsfähigkeit erheblich verbessert.

Die Decke ist im vorliegenden Fall tatsächlich in großen Teilstücken abgestürzt, deren Verbindung untereinander teilweise erhalten blieb.

Ungewöhnlich groß und weitreichend waren die Verformungen infolge des Deckenschubs in Gebäude-Längsrichtung. Sie setzten sich über eine Dehnungsfuge fort in den westlichen, vom eigentlichen Brand kaum betroffenen Hallenteil. Am Gebäudeende zeigten z. B. eine Wand im Treppenhaus und eine Längswand klaffende Risse von etwa 8 cm Weite. Ein Treppenlauf wurde von seinem Unterteil vollständig abgesichert. An mehreren Stützen platzte am Fuß die Betondeckung ab; an einigen Stützen entstanden durchgehende Schubrisse.

Besonders eindrucksvoll konnte die Kraft der Zwangbeanspruchungen infolge von Wärme an der Grenze zwischen Bauwerk 1 und dem im Westen sich anschließenden stehengebliebenen Hallenbauwerk studiert werden:

Beide Gebäude waren durch eine Conveyerbrücke (~~Bauwerk 4~~) und durch eine noch im Bau befindliche Fertigteil-Konstruktion verbunden. Die Horizontalkräfte des sich ausdehnenden Bauwerks 1 waren so groß, daß ein Fertigteilbinder den Steg des Randbinders der unversehrt gebliebenen Halle regelrecht durchstanzte:

Nach Ausbau des Trägers war in dem Bindersteg ein Loch von etwa 25 cm \varnothing zu sehen. In der unversehrten Halle konnten außerdem an den Stützenfüßen von drei hintereinander stehenden Stützen der getrennt vom Gebäude errichteten Conveyerbrücke grobe Risse festgestellt werden, die ebenfalls auf die in Höhe der Erdgeschoßdecke des Bauwerks 1 eingetragenen Längsverformungen zurückzuführen sind.

Auf eine Erscheinung, die bei der Beurteilung von ganzen Gebäudeabschnitten zu berücksichtigen ist, soll hier aufmerksam gemacht werden:

Auf dem Dia ist in Kurve "a" der Temperaturverlauf in einer 10 cm dicken Betonplatte nach dreißigminütiger Beheizung durch die Normbrandkurve gemäß DIN 4102 Blatt 2 dargestellt. Die Brandraumtemperatur liegt zu dem Zeitpunkt 820 grd über dem Ausgangswert. Bei steilem Temperaturgefälle wird die mittlere Querschnittstemperatur zu rd. 180 grd festgestellt.

Kurve "b" wird im gleichen Querschnitt infolge etwa zweihundertvierzigminütiger Beanspruchung bei rd. 400 grd quasi konstanter Brandraumtemperatur erzeugt. Auch hier ist eine mittlere Querschnittstemperatur von rd. 180 grd vorhanden.

Ein Temperaturverlauf entsprechend der Kurve "a" wird sich bei der Mehrzahl aller natürlicher Brände relativ schnell, jedoch örtlich begrenzt im Bereich der größten Brandintensität, aufbauen. Er bringt für den unmittelbar betroffenen

Bauteil hohe Beanspruchungen. Bei monolithischer Bauweise sind die umgebenden, selbst noch kaum erwärmten Bauteile jedoch in der Lage, die auftretenden Längsdehnungen und Verdrehungen zerstörungsfrei aufzunehmen. Ja, ihre Reaktionen haben rückwirkend sogar günstigen Einfluß auf den betroffenen Bauteil, sofern er überwiegend auf Biegung beansprucht ist.

Ein der Kurve "b" entsprechender Temperaturverlauf ist dagegen bei lang anhaltenden Bränden durchschnittlich geringer Intensität zu erwarten. Es besteht hohe Wahrscheinlichkeit, daß von solchen Bränden große Bereiche betroffen werden. Die direkte Beanspruchung ist relativ gering, die Verformung, besonders die Längsdehnung, der Gesamtfläche jedoch groß. Die entstehenden Zwangbeanspruchungen können in diesem Fall von den unterstützenden Bauteilen nicht mehr aufgenommen werden. Das Versagen der Stützen löst sodann den Zusammenbruch ganzer Gebäudeabschnitte aus.

Im allgemeinen, wie auch im vorliegenden Fall, reicht auch die Dehnungsfugenweite üblicher Ausführungen nicht aus, so daß auch benachbarte Bauabschnitte, die selbst nicht unter Brandangriff stehen, in Mitleidenschaft gezogen werden.

Betrachten wir nun das Bauwerk 2:

In dem im Jahre 1960/61 errichteten Lagerhaus wurden die gefertigten Kühlmöbel bis zum Versand gelagert. Außerdem befand sich darin das Zentral-Ersatzteillager. Einem aus KG, EG und 4 OG (Geschoßhöhen $\approx 5,50$ m) bestehenden sechsstöckigen Hochbau mit den Außenabmessungen 45 m x 52,5 m war ein dem Versand dienender Flachbau mit den Außenmaßen 45 m x 22,5 m vorgelagert. Die tragende Konstruktion des Hochbaus wurde von einem in Ortbetonbauweise errichteten Stahlbeton-Skelett gebildet. Längs- und Querrahmen übernahmen die Horizontalaussteifung. Die rings um das Gebäude stehenden 7 Stahlbetonschächte (1 Schwerlastenaufzug, 3 Elevatoren und 3 Treppenhäuser) waren durch Dehnungsfugen von dem kubischen Hochbaukern

getrennt. Eine auch hier 2 cm breite und mit bituminierten Weichfaserplatten gefüllte Dehnungsfuge verlief außerdem mitten durch das Gebäude. Die Decken waren für hohe Nutzlasten ausgelegt: Nutzlast auf den Decken über KG und EG 2000 kp/m^2 , über den Obergeschossen 1500 kp/m^2 . Die zugehörigen Deckendicken betrugen 26 und 24 cm. Alle Decken waren vollmassiv ausgebildet und kreuzweise bewehrt. Sie wurden von zwei Scharen rechtwinklig zueinander liegender Unterzüge und von kräftigen Stahlbetonstützen getragen. Diese Stützen hatten je nach Geschos Querschnittsabmessungen zwischen 85/85 und 50/50 cm und bildeten einen nahezu quadratischen Stützenraster $8,75 \text{ m} \times 7,50 \text{ m}$.

Vor dieser Aufteilung wurde nur bei der Konstruktion der Dachdecke abgewichen: Hier trugen in der Querrichtung (W/O-Richtung) verlaufende zweifeldrige Spannbetonbinder aus B 450 mit Spannweiten von 22,5 m die Dachlasten. Das Dach war mit 8 cm dicken Bimsstegdielen eingedeckt, die auf Stahlbetonfertigteilepfetten ($a = 2,50 \text{ m}$) lagen. Diese gaben die Lasten über 8,75 m Länge an die Binder ab.

Zunächst sollen die Schäden betrachtet werden, die durch den ersten Brand entstanden. In dieser Phase drang das Feuer am 23. 1. 1971 gegen 24 Uhr in das Erdgeschoß ein und brannte dort mit unterschiedlicher Intensität, bis es am 24. 1., gegen 12 Uhr, unter Kontrolle gebracht werden konnte. Durch diese langanhaltende, in einigen Bereich^{aise}en sicher auch schockartige Wärmebeanspruchung fiel in einigen Bereichen der Erdgeschoßdecke die Betondeckung der unteren Bewehrung flächenhaft ab, so daß die eingelegten Betonstahlmatten freigelegt wurden. Außerdem platzte an drei oder vier Innenstützen ($b/d \approx 80/80 \text{ cm}$) ringsum die Betondeckung ab: • Längs- und Bügelbewehrungen lagen frei. Infolge der großen Hitze wurden einige Eckstäbe zwischen den Bügeln diagonal nach außen verbogen.

Daß die Konstruktion trotzdem nicht versagte, ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß die der Berechnung zugrunde gelegten Deckennutzlasten bei weitem

nicht vorhanden waren. Decken, Unterzüge und besonders die Stützen wiesen erheblich Tragreserven auf. Vergünstigend für die Decke und die Unterzüge waren weiterhin die Flächen- und die Durchlaufwirkung des monolithischen Systems.

Der am 26. 1. 1971 etwa um 1.30 Uhr entdeckte zweite Brand griff sehr schnell auf alle Geschosse über, so daß bis zum Beginn des Einsturzes (5.15 Uhr) im Dachgeschoß eine Branddauer von mindestens 3 Stunden anzunehmen ist.

Ausgelöst wurde der Einsturz vermutlich durch das Versagen einiger Pfetten, bei denen die Biegezugbewehrung ihre kritische Temperatur - das ist die Temperatur, bei der die Stahlfließgrenze auf die im Bauteil vorhandene Stahlspannung absinkt - überschritt. Nachfolgend knickten zwei Eckstützen aus, vermutlich weil sie ihre Aussteifung am Kopf verloren hatten. Sie rissen den darauf liegenden und weitere Binder mit. Die darunter liegende Decke gab unter der Wucht der herabstürzenden Teile und zusätzlicher Temperaturbeanspruchung nach. Der Zusammenbruch setzte sich so von Geschoß zu Geschoß fort, wobei jedoch Teile der Konstruktion - von der Erdgeschoßdecke erhebliche Bereiche - standhielten. Von der Kellerdecke stürzten nur einzelne Felder ein, und die Stützen im Kellergeschoß blieben so weit erhalten, daß sie für den Neuaufbau wiederverwendet werden konnten.

Bemerkenswert ist, daß die Stahlbetonpfetten nur die Feuerwiderstandsklasse "F 30" nach DIN 4102 aufwiesen. Ihr Standhalten über eine erheblich längere Branddauer ist auf drei wesentliche Einflüsse zurückzuführen:

- a) die Pfetten befanden sich nicht unter voller zulässiger Belastung
- b) durch Behinderung der Längsdehnung und Endverdrehung wurde das Tragverhalten im Brand wesentlich verbessert;
- c) die Brandintensität - gerechnet über die Gesamtbranddauer - war beträchtlich geringer als im Normbrandversuch.

Die das Bauwerk flankierenden Elevator- und Treppenhausschächte blieben erhalten, wie auf den gezeigten Übersichtsdias erkennbar war. Die Treppenhäuser konnten auch nach dem zweiten Brand noch gefahrlos begangen werden. Im Hinblick auf ihre Funktion als Fluchtweg haben sie sich damit gut bewährt.

Als Erweiterung zur Hauptmontagehalle war das Gebäude 3 das jüngste der vom Großbrand betroffenen Gebäude. Es stammte aus den Jahren 1968/69. Nur dieses - vollständig stehengebliebene - Gebäude bestand aus Stahlbeton- und Spannbetonfertigteilen. Die einstöckige und einschiffige Halle war rd. 195 m lang, 25 m breit und ca. 15 m hoch. Als tragende Teile dienten Stützen, Binder, Pfetten und Dachplatten. Der Binderabstand betrug 7,50 m. Die Pfetten dazwischen hatten einen T-Querschnitt mit $b/d_o = 23/45$ cm.

Die Binder - Einfeldträger mit einer Spannweite von 25 m - lagerten an beiden Enden in Stützengabelungen. Ihr Querschnitt war ebenfalls T-förmig mit $b/b_o/d = 55/10/12$ cm bei einer Querschnittshöhe d_o von 1,70 m im Feld und 1,10 m an den Enden. Die Binder waren vorgespannt mit 4 Spanngliedern St 80/105, 2 \emptyset 26 und 2 \emptyset 32. Darüber hinaus war eine kräftige schlaaffe Oberflächenbewehrung angeordnet. Die Spannglieder in dem schmalen Steg lagen übereinander. Der Mindestabstand der Spanngliedachse von der Betonoberfläche betrug in Feldmitte nach unten 69 mm, nach den Seiten 50 mm. In Feldmitte jedes Binders befanden sich im Steg 4 durchgehende kreisrunde Aussparungen hintereinander mit einem Durchmesser von 72 cm. Dieser Querschnitt ist übrigens feuertechnisch nicht einmal sehr günstig zu beurteilen. Solche schmalen Stege neigen i. a. zu Abplatzungen, die hier allerdings nicht eingetreten sind. Die Stützen unter den Bindern waren auf der Hallennordseite anders ausgebildet als an der Grenze zur alten Fertigungshalle (Bauwerk 1). Auf der Nordseite reichten sie über eine Länge von 14 m mit konstantem Querschnitt vom Hallenboden bis zum Binderauflager. Die Querschnittsabmessungen betrugen $b/d = 55/50$ cm.

Die Stützen der Südseite bildeten mit einer Länge von rd. 4,50 m eine nach unten offene Gabel. Sie waren auf die Randstützen des eingeschossigen Teils der alten Montagehalle aufgesetzt.

In der ersten Brandnacht hatte sich das Feuer von Bauwerk 1 herkommend auch über einen großen Teil der langen Erweiterungshalle 3 ausgebreitet. Von sachverständigen Beobachtern wurden in dem Hallenbereich, der dem Lagerhaus 2 vorgelagert ist, Maximal-Temperaturen von 1000 bis 1100 °C geschätzt, die vermutlich aber nur kurzzeitig und örtlich begrenzt auftraten. Durch die Hitze wurden Regale, Stahlteile der Förderbänder und die durch die Aussparungen der Spannbetonbinder führenden Metall-Rohrleitungen bereichsweise so stark verbogen, daß sie umstürzten oder herabfielen. Die Kleinteile in den Regalen oder Stapeln schmolzen zu formlosen Massen zusammen. Die aus Welleternit bestehende Außenwandverkleidung löste sich von den sich verbiegenden Stahlrahmen ab und fiel streckenweise ins Freie herab.

Das Feuer in dieser Halle war gegen 3 Uhr des 24. 1. nach etwa dreistündigem Einsatz so weit niedergekämpft, daß die Löschtrupps abgezogen werden konnten. Sämtliche tragenden Konstruktionsteile, Dachplatten, Pfetten, Binder und Stützen haben dem Brandangriff standgehalten. Vergünstigend hat hier sicher die gute Wärmeabzugsmöglichkeit über die Nordfassade gewirkt, deren Verkleidung teilweise eingestürzt war.

Der Großbrand bei der Firma Linde gibt Anlaß, auf verschiedene Punkte hinzuweisen, denen man in Zukunft mehr Beachtung schenken muß, wenn vorbeugender Brandschutz wirksam sein soll.

Dem Kapitel Dehnungsfugen wird offenbar von der brandschutztechnischen Seite her zu wenig Aufmerksamkeit gewidmet.

Es muß angenommen werden, daß im Bauwerk 2 der Brand durch die Dehnungsfuge vom Erdgeschoß in das erste Obergeschoß übertragen wurde. Bei einer Begehung des Obergeschosses nach dem ersten Brand wurde festgestellt, daß im Dehnungsfugenbereich der Estrich so heiß war, daß man die Hand nicht auflegen konnte. Temperaturdehnungen hatten sich so erheblich ausgewirkt, daß sich der Estrich stellenweise mehrere Zentimeter hochgewölbt hatte.

Wie bereits erwähnt, war die Dehnungsfuge 2 cm breit und mit bituminierter Weichfaserplatte ausgefüllt. Sie trennte zwei nebeneinander liegende Balken von je $b/d = 42,5/70,5$ (cm). Unter Einbeziehung von 3,5 cm Zementestrich müssen der Schmelbrand oder die heißen Gase, die zur Entzündung im Obergeschoß führten, die Fuge also auf 74 cm Höhe durchdrungen haben. Wenn man mich fragen würde, müßte ich zugeben, daß ich das nicht für möglich gehalten hätte.

Aufgrund dieser Erfahrung muß dringend davon abgeraten werden, Dehnungsfugen dort, wo sie zwischen zwei Brandabschnitten angeordnet werden müssen, mit brennbarem Material auszufüllen. Versetzte Fugen verlängern zwar den Feuerdurchgangsweg oder schneiden ihn in der horizontalen Gleitfuge ganz ab, doch ist ihre Wirksamkeit durch Verkanten infolge größerer Temperaturverformungen in Frage gestellt.

Es wurde bereits dargestellt, daß im Bauwerk 1 durch Längsdehnungen über eine Dehnungsfuge hinweg auch in Bereichen, die nicht selbst vom Brand betroffen waren, Zerstörungen angerichtet wurden.

Die bei Stahlbetonbauten üblicherweise angeordneten Dehnungsfugen von rd. 2 cm Weite sind in erster Linie zum Ausgleich der klimatisch bedingten Temperaturdehnungen und anderer Formänderungen, z. B. durch Kriechen und Schwinden, bemessen. Als vollwertige Maßnahmen gegen die Übertragung von Dehnungen im Brandfall können sie jedoch nicht angesehen werden.

In DIN 1045 wird auch diesen größeren Verformungen Rechnung getragen. Der Abstand a der Dehnungsfugen soll bei "Bauwerken mit erhöhter Brandgefahr und größerer Längen- oder Breitenausdehnung" möglichst nicht größer sein als 30 m. Die wirksame lichte Fugenweite soll mindestens $a/1200$ sein. Wenn mit besonders hohen Temperaturen oder besonders langer Branddauer zu rechnen ist, muß die Fugenweite vergrößert werden bis zu $a/600$.

Übertragen auf das Bauwerk 1, bei dem allerdings die Dehnungsfugenabstände a_1 und a_2 in Gebäudelängsrichtung größer als 30 m waren, ergibt sich

$$\text{für den Normalfall: } w_N = a/1200 = 3,4 \text{ cm,}$$

$$\text{für den Sonderfall: } w_S = a/600 = 6,9 \text{ cm.}$$

Das von DIN 1045 empfohlene Maximalmaß der Dehnungsfugenweite wäre größenordnungsmäßig also gerade imstande gewesen, die aufgetretenen Dehnungen in dem vom Brand nicht unmittelbar betroffenen Bereich des Bauwerks 1 aufzufangen. Es darf aber angezweifelt werden, daß man bei Kenntnis aller Gegebenheiten dieses Gebäudes als eines, in dem "bei einem Brand mit besonders hohen Temperaturen oder besonders langer Branddauer zu rechnen ist", erkannt und eingestuft hätte. Die Frage, ob Dehnungsfugen so großer Weite angeordnet werden sollen, ist in jedem einzelnen Fall zu erwägen. Sie bringen erhebliche konstruktive und architektonische Schwierigkeiten.

Die katastrophal sich eine ungehinderte oder nur wenig gehinderte Ausbreitung des Feuers auswirken kann, hat der Großbrand Linde eindrucksvoll gezeigt.

Im Bauwerk 1 griff das Feuer über - wenn man die Decke als vollwertige Brandabschnittsbegrenzung ansehen will - ungenügend geschützte Durchbrüche durch die Erdgeschoßdecke in das Obergeschoß über. Nach Angaben der Feuerwehr waren Türen in einer Längswand, die an sich als Brandwand hätte wirken können, nicht geschlossen, so daß auch dort der Feuertdurchgang möglich war. Zwischen

Bauwerk 1 und 2 a sowie 1 und 3 bestand überhaupt keine Trennung, und zwischen Gebäude 3 und 2 war nur eine Wand, wiederum mit geöffneten Türen, die nicht als Brandwand anzusprechen ist, vorhanden. Das gesamte Erdgeschoß der betroffenen Bauwerke muß also ~~effektiv~~ als ein riesiger Brandabschnitt angesehen werden.

Daß Brandabschnitte aus betrieblichen Gründen nicht immer so ausgebildet werden können, wie aus der Sicht des vorbeugenden Brandschutzes wünschenswert wäre, ist evident. Es ist undenkbar, beispielsweise eine Bandstraße durch eine Brandwand zu zerschneiden. Ersatzlösungen zur Eindämmung von Bränden müssen gefunden werden. Wasservorhänge, die - ausgelöst durch Rauch- bzw. Temperaturmelder - Öffnungen in sonst brandwandähnlich ausgebildeten Wänden schließen, bieten sich hier an. Denkbar wären statt dessen auch Schaumwälle oder -wände, die in vielen Fällen vermutlich wirksamer wären, nicht zuletzt deshalb, weil die Wasserversorgung und -abführung für die erstgenannten Wasservorhänge über längere Zeit hinweg problematisch wird. Große Sorgfalt erfordert es jedoch, jede, aber auch jede Öffnung zwischen zwei Brandabschnitten so oder in anderer geeigneter Weise - beispielsweise durch Klappen, die mit Schmelzsicherung bedient werden - zu sichern. Aber nur dann können die Maßnahmen Erfolg haben.

Mit großer Sicherheit kann angenommen werden, daß bei frühzeitiger Brandentdeckung und rechtzeitig eingeleiteter Bekämpfung auch bei den in den Fertigungshallen der Firma Linde vorhandenen großen Brandabschnitten das Feuer hätte eingedämmt werden können, so daß nur vergleichsweise unbedeutende Schäden aufgetreten wären, die man - bei Erhaltung der tragenden Konstruktion - hätte sanieren können.

So aber vergingen zwischen "Brandlegung" mit Beendigung der Schweißarbeiten und Brandentdeckung etwa elf Stunden, und bei Beginn der Löscharbeiten waren bereits weite Hallenbereiche vom Feuer ergriffen.

Es muß hier erneut auf die große Bedeutung automatischer Anlagen für die frühzeitige Brandentdeckung und -bekämpfung hingewiesen werden. Möglichkeiten sind gegeben durch Rauch- und Temperaturmelder für die Entdeckung und Sprinkleranlagen, die ebenfalls automatisch ansprechen, für eine wirksame Bekämpfung. Die Amortisation der relativ hohen Anlagekosten für Sprinkleranlagen ist in den nicht unerheblichen Senkungen der Feuerversicherungsprämien zu suchen. Für die USA wurden Rabatte zwischen 45 und 95 % genannt!

Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen der von dem Großbrand bei der Firma Linde betroffenen Gebäude haben sich hervorragend gehalten, und es wäre verfehlt, nach einer "Schuld am Versagen" in der Konstruktion oder in den Baustoffen suchen zu wollen.

Der am Morgen des 24. 1. 1971 eingestürzte Hallenteil des Bauwerks 1 hat etwa 4 Stunden dem Feuerangriff widerstanden. Daraus eine Feuerwiderstandsklasse "F 240" nach DIN 4102 abzuleiten, ist, wie aus dem bisher Gesagten hervorgeht, nicht zulässig, da Brandintensität und Nutzlast im Verhältnis zur zulässigen nicht mehr zu rekonstruieren sind, wahrscheinlich aber unter den Werten des Normversuchs gelegen haben. Mit Gewißheit kann jedoch gesagt werden - und das gilt entsprechend für das Lagerhaus 2 mit Ausnahme der Dacheindeckung -, daß die Feuerwiderstandsdauer aller betroffenen Bauteile im Sinne der Norm über 120 Minuten betragen hat.

Ich habe einmal versucht, nach der neuen DIN 18 230 - Brandschutz im Industriebau -, die im Entwurf vorliegt, die erforderlichen Feuerwiderstandsklassen der einzelnen Konstruktionen zu ermitteln. Das hat gerade im Einsturzbereich der Halle 1 zu erstaunlich bescheidenen Anforderungen geführt.

Zur sicheren Rettung von etwa im Gebäude beschäftigten Menschen hätte die Erfüllung dieser Auflagen ausgereicht. Doch schon bei einem - mit statistischer Wahrscheinlichkeit eher zu erwartenden - wesentlich kleineren als dem aufgetretenen Brand würde die Konstruktion vermutlich so stark beschädigt worden sein, daß eine Sanierung sehr kostspielig würde.

Es wird also von wirtschaftlichen Erwägungen - Risikobetrachtungen - abhängen, ob man bei Errichtung eines Bauwerks von Seiten des Bauherrn mehr als die Mindestforderungen erfüllen will. Mit vertretbarem Aufwand ist es bei Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen immer möglich, die Feuerwiderstandsklasse "F 90" zu erreichen. Damit wird mit hoher Wahrscheinlichkeit schon ein gewisser Objektschutz bewirkt, d. h. es ist zu erwarten, daß bei einem früherkannten und frühbekämpften Brand die tragende Konstruktion so weit erhalten bleibt, daß sich eine Sanierung lohnt.

Die Bemessung einer Konstruktion über "F 120" hinaus ist mit größeren zusätzlichen Kosten verbunden und kann nur in Ausnahmefällen empfohlen werden, sicher aber nicht bei Gebäudekomplexen ähnlich den bei der Firma Linde betroffenen. Ereignen sich Großbrände von dem Ausmaß des hier vorliegenden, können durch solche Maßnahmen Einstürze vielleicht vermieden werden; weiter verwendbar wären die stehengebliebenen Konstruktionen aber sicher nicht.

Die vernünftige Forderung zur Erreichung eines Optimums an Sicherheit bei vertretbarem Aufwand sollte heißen:

- - Brandfrüherkennung und Frühbekämpfung durch betriebliche Maßnahmen,
- Begrenzung der Brandausbreitung durch Ausbildung von Brandabschnitten,
- begrenzter vorbeugender baulicher Brandschutz der tragenden Konstruktion.